

# Tech-News 01/07 Folge 2 Fachgebiet: Stahlbau, Erdbeben

von Dipl.-Ing. Magnus Forster  
Prüfingenieur für Baustatik VPI  
Am Straßdorfer Berg 7, 73529 Schwäbisch Gmünd  
E-Mail: forster@forster-ing.de

## Die neue DIN 4149 – Erdbebensicherung von Stahlbauwerken

### Folge 2 Aufbau der Norm und Formeln zur Abschätzung der Grundschwingzeit

“Tech-News 2006/02 Folge 1 Fachgebiet: Stahlbeton, Erdbeben“ enthält eine Zusammenfassung und Erläuterung der grundlegenden Zusammenhänge. Diese werden deshalb hier nur stichwortartig skizziert, um zu zeigen, wo die Angaben zum Stahlbau einzuordnen sind. Die Ausführungen sollen Hinweise für das Vorgehen bei **eingeschossigen Stahlhallen mit Zweigelenkrahmen** und einer Aussteifung durch Verbände im Dach, in den Längswänden und in den Giebelwänden geben. Kompliziertere Konstruktionen erfordern eine vertiefte Auseinandersetzung mit der Thematik und der Norm.

Die Angaben in den eckigen Klammern bedeuten die Abschnitte in der DIN 4149:2005-04 zum jeweiligen Thema.

- Erdbebenzone** [5.1] → Die Erdbeben-Norm ist nur in den Erdbebenzonen 1 bis 3 anzuwenden, nicht jedoch in der Zone 0 [1 (4)].
- örtliche **Untergrundverhältnisse** [5.2] → geologische Untergrundklassen R, T, S (tiefe Schichten)  
→ Baugrundgrundklassen A, B, C (bis 20 m Tiefe)
- Bedeutungskategorien** [5.3] → Bedeutung des Bauwerks für den Schutz der Allgemeinheit bzw. die Folgen eines Einsturzes (Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$ )
- Entwurf** [4.2] → Symmetrie und Regelmäßigkeit [4.3]  
→ Torsion vermeiden  
→ keine großen Massen in großer Höhe (Dach)  
→ ähnliche Steifigkeit in beiden Hauptrichtungen  
→ Schwerpunkt der Massen  $\approx$  Schwerpunkt der Steifigkeiten  
→ unempfindlich gegen kleine Auflagerbewegungen  
→ einheitliche Verschiebung der Gründungsbauteile
- Bodenbeschleunigungs-**Antwortspektrum** beschreibt die Erdbebenwirkung auf das Tragwerk [5.4.1]  
elastische Antwortspektrum [5.4.2] → Tragwerk verbleibt im linear elastischen Bereich, nur viskose Dämpfung
- Bemessungsspektrum [5.4.3] → zusätzlich hysteretische Energiedissipation, Abminderung mit bauartspezifischem Verhaltensbeiwert  $q$   
⇒ kleinere Erdbebenkräfte  
→ Ordinate  $S$  hängt von Grundschwingzeit  $T$  des Tragwerks ab

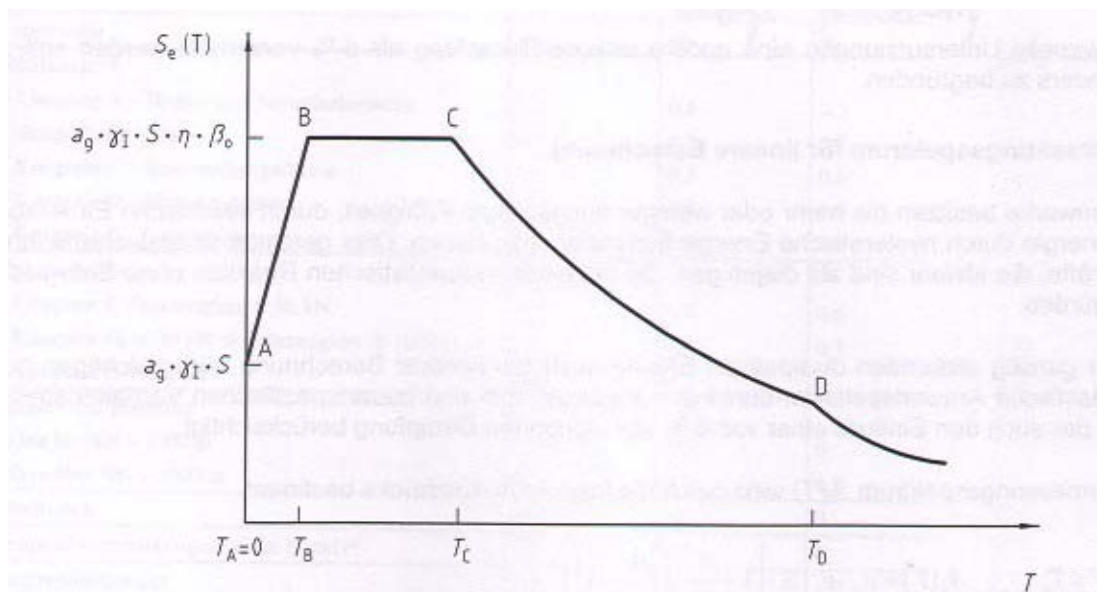


Bild 4 — Elastisches Antwortspektrum

vereinfachtes Antwortspektrenverfahren [6.2.2]

→ für Tragwerke, die sich durch 2 ebene Modelle abbilden lassen und wenig von höheren Schwingungsformen beeinflusst werden

→ Bedingungen:  
entweder

regelmäßiger Grundriss und regelmäßiger Aufriss  
[4.3.2] [4.3.3]

oder

Horizontalsteifigkeiten und regelmäßiger Aufriss  
und Massen sind symmetrisch verteilt [4.3.2]

und in beiden Fällen: Grundschwingzeit  $T_1 \leq 4 T_C$

**Ordinate S** des elastischen Antwortspektrums hängt von der Grundschwingzeit  $T$  ab.

Als sichere Näherung kann der Plateau-Wert zwischen den Punkten B und C im Diagramm [Bild 4] angesetzt werden.

### Formeln zur Abschätzung der **Grundschwingzeit**

Die folgenden Formeln zur Berechnung der Grundschwingzeit sind entnommen aus Christian Petersen: Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg 2000.

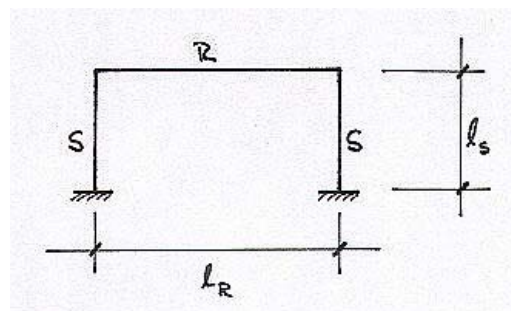
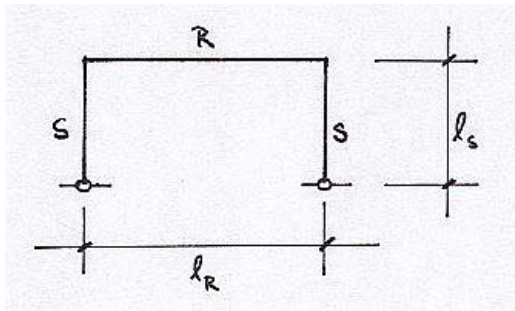
a) Setzt man die Gewichtskraft der Masse  $G$  horizontal wirkend am Rahmenriegel an und berechnet daraus die Horizontalverformung  $\delta_G$  an der Rahmenecke, so kann mit der dimensionsbehafteten Formel

$$T = \frac{1}{5} \sqrt{\delta_G} \quad \delta_G \text{ in [cm] und } T \text{ in [s]}$$

die Grundschwingzeit berechnet werden (S. 195, Abschnitt 4.8.2.3.).

b) Für Rechteckrahmen mit zwei Stielen und gelenkigen oder eingespannten Fußpunkten kann mit den folgenden Formeln ebenfalls die Grundschwingzeit ermittelt werden.

Indizes: S .... Stiele  
R .... Riegel



Federzahl – Nachgiebigkeitszahl (S. 192, Abschnitt 4.8.2.2., Gl. (279) und Bild 79)

Rahmen mit gelenkigen Fußpunkten  $\kappa = \frac{12 \cdot I_S}{(2 \cdot I_S + j \cdot I_R)}$

mit  $j = \frac{EI_S}{EI_R}$

für  $EI_R = \infty \Rightarrow j = 0 \Rightarrow \kappa = 6$

Rahmen mit eingespannten Stielen  $\kappa = \frac{12 \cdot (6 \cdot I_S + j \cdot I_R)^2}{2 \cdot (3 \cdot I_S + j \cdot I_R)^2 + 3 \cdot j \cdot I_S \cdot I_R}$

mit  $j = \frac{EI_S}{EI_R}$

für  $EI_R = \infty \Rightarrow j = 0 \Rightarrow \kappa = 24$

(Die Abschätzung mit unendlich großer Riegelsteifigkeit ist konservativ, da sich damit kleinere Grundschwingzeiten T ergeben.)

Die Masse des Daches bzw. der Wände wird den Stäben zugerechnet (→ Rahmenabstand).

Stiele	Masse	$\mu_S$ [kg/m]	Steifigkeit	$EI_S$
Riegel	Masse	$\mu_R$ [kg/m]	Steifigkeit	$EI_R$

schwingende Masse  $m = \mu_R \cdot l_R + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \mu_S \cdot l_S$

Grundschwingzeit  $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot l_S^3}{\kappa \cdot EI_S}}$  (Petersen, S. 203, Abschnitt 4.8.2.7.)

### Beispiele für die Auswertung der Formeln

Stahlhalle	b) Rahmenstiele	$l_S = 6,40$ m	IPE 360	$g_S = 57,1$ kg/m	$I_S = 16.270$ cm <sup>4</sup>
	Rahmenriegel	$l_R = 12,40$ m	IPE 270	$g_R = 36,1$ kg/m	$I_R = 5.790$ cm <sup>4</sup>
	Raster	$e = 6,20$ m			
	Pfetten	$g_{Pf} = 0,07$ kN/m <sup>2</sup> → 7 kg/m <sup>2</sup>			
	Isodach	$g_{iso} = 0,13$ kN/m <sup>2</sup> → 13 kg/m <sup>2</sup>			
	Isowand	$g_{iso} = 0,13$ kN/m <sup>2</sup> → 13 kg/m <sup>2</sup>			
	Schneelast	$s = 0,75$ kN/m <sup>2</sup> → 75 kg/m <sup>2</sup>			

Federzahl  $\kappa = \frac{12 \cdot 6,40m}{2 \cdot 6,40m + \frac{16270}{5790} \cdot 12,40m} = 1,61$

(genaue Rechnung lohnt sich im Vergleich zu  $\kappa = 6$  für  $EI_R = \infty$ )

Massebelegung der Rahmenstiele

$\mu_S = 57,1 \text{ kg/m} + 13 \text{ kg/m}^2 \cdot 6,20 \text{ m} = 138 \text{ kg/m}$

Massebelegung der Rahmenriegel

$\mu_R = 36,1 \text{ kg/m} + (13 \text{ kg/m}^2 + 7 \text{ kg/m}^2 + 0,5 \cdot 75 \text{ kg/m}^2) \cdot 6,20 \text{ m} = 393 \text{ kg/m}$

schwingende Masse

$m = 393 \text{ kg/m} \cdot 12,40 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 138 \text{ kg/m} \cdot 6,40 \text{ m} = 5756 \text{ kg}$

Biegesteifigkeit  $EI_S = 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 16270 \text{ cm}^4 = 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 16270 \text{ cm}^4$

$EI_S = 21 \cdot 16270 \cdot 10^3 \text{ kNcm}^2 = 21 \cdot 16270 \cdot 10^6 \text{ Ncm}^2 = 21 \cdot 16270 \cdot 10^2 \text{ Nm}^2$

Grundschwingzeit

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{5756 \text{ kg} \cdot (6,40 \text{ m})^3}{1,61 \cdot 21 \cdot 16270 \cdot 10^2 \text{ Nm}^2}} = 1 \text{ s} \quad \left[ 1 \text{ N} = 1 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{s}^2} \right]$$

- a) Die schwingende Masse  $m$  wird horizontal wirkend in Höhe des Rahmenriegels als Gebrauchslast auf den Rahmen aufgebracht. Eine EDV-Berechnung unter der H-Last 57,56 kN in Riegelhöhe ergibt als Horizontalverformung des Rahmens  $\delta_G = 27,45 \text{ cm}$   
damit  $T = \frac{1}{5} \sqrt{27,45 \text{ cm}} = 1 \text{ s}$

Diese Grundschwingzeit bedeutet deutlich den abfallenden Ast im Antwortspektrum. Es liegt also eine weiche Konstruktion vor, weshalb sich für die Ordinate  $S$  des Antwortspektrums ein kleiner Wert und damit eine kleine Erdbebenkraft ergibt.

Für Bereiche, die mit Verbänden ausgesteift sind, trifft dies nicht zu, da Verbände wesentlich steifer sind, da sie über Normalkräfte die Last abtragen und nicht über Biegung.

**Gesamterdbebenkraft** für jede Hauptrichtung [6.2.2.2]

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda$$

- für beide Richtungen muss das gleiche elastische Antwortspektrum verwendet werden [5.4.1 (3)]

**nicht planmäßige Torsionswirkung** → falls Horizontalsteifigkeiten und Massen gleichmäßig verteilt sind, Berücksichtigung durch Vergrößerung der Schnittgrößen mit dem Faktor

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad [6.2.2.4.2]$$

- Für eine Stahlhalle mit gleichen Rahmen in Querrichtung ergibt sich  $x = \frac{1}{2}L_e$  und damit  $\delta = 1,30$   
Dies ist ein konservativer Wert, da sich bei regelmäßig aufgebauten Hallen nur eine Erhöhung von 10 % je Rahmenebene ergibt.  
→ Berücksichtigung der nichtplanmäßigen Torsion durch vergrößerte Exzentrizität der Erdbebenkraft siehe [6.2.2.4]

**Kombination der Komponenten**

- horizontale Erdbebenkräfte für die beiden orthogonalen Hauptrichtungen sind als gleichzeitig wirkend zu betrachten [6.2.4.1].  
→ Bei Bauwerken, die im Grundriß regelmäßig sind und die Horizontallasten nur durch Wände abtragen, darf auf eine Kombination der Horizontalkomponenten verzichtet werden. Dies kann, abgesehen von den Eckstützen, auch auf übliche Stahlhallen übertragen werden.

**Vertikalkomponente** der Erdbebeneinwirkung [6.2.4.2]

- ist nur bei Trägern, die Stützen tragen, zu berücksichtigen  
→ Schnittgrößen aus dieser Beanspruchung müssen nur in den betrachteten Bauteilen und den direkt mit ihnen verbundenen Bauteilen berücksichtigt werden.

**Verformungen**  $d_s$  des Tragsystems infolge Erdbebeneinwirkung [6.3]

- können aus den elastischen Verformungen  $d_e$  ermittelt werden:  
 $d_s = q \cdot d_e$  [6.3]. Der Verhaltensbeiwert  $q$  ergibt sich aus [9].

**nichttragende Bauteile**

- Angaben zu den anzusetzenden Erdbebenlasten in [6.4]

## Kombination mit anderen Einwirkungen [5.5]

- nach DIN 1055-100 für die Bemessungssituation Erdbeben
- Der Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben ist unter Berücksichtigung aller Vertikallasten, die in die folgende Kombination eingehen, zu ermitteln.

$$A_{Ed} = A \left\{ \sum G_{k,j} \oplus \sum \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

- Beiwert  $\varphi$  aus [Tabelle 6] → in Anlage 5.1/1 zur LTB sind für Schnee abweichende Kombinationsbeiwerte  $\psi_E = 0,5$  bzw.  $\psi_2 = 0,5$  vorgeschrieben
- Alle Erdbebenlasten mit wechselnden Vorzeichen ansetzen  
Nach Meinung des Medienbeirats brauchen Lasten aus Kranbahnen nicht in die Kombination einbezogen werden, da dies auch im Kraftwerksbau nicht verlangt wird. Außerdem wirkt die Last am Kranhaken wie ein Pendel und kann damit keine großen H-Kräfte erzeugen.

## Grenzzustand der Tragfähigkeit [7.2.2]

$$\rightarrow E \left\{ \sum G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} = E_d \leq R_d = R \left\{ \begin{array}{l} f_k \\ \gamma_M \end{array} \right\}$$

- $P_k$  bedeutet eine eventuelle Vorspannung
- Wichtungsfaktor  $\gamma_1$  nach DIN 1055-100 kann zu 1,0 gesetzt werden und ist nicht identisch mit dem Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  nach DIN 4149.
- Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite darf im Stahlbau zu  $\gamma_M = 1,0$  gesetzt werden [9.1.3 (2)].

Alternativ zum vorgenannten Nachweis kann die Standsicherheit auch mit folgender **Abschätzung** nachgewiesen werden:

### Nachweis der Standsicherheit

- gilt auch als erbracht, wenn die Erdbebenkraft mit einem Verhaltensbeiwert  $q = 1,0$  (elastisches Antwortspektrum) ermittelt wird  
und  
in jeder Hauptrichtung kleiner ist, als die Gesamthorizontalkraft, für die das Bauwerk bei den üblichen Kombinationen bemessen wird (linear-elastische Berechnung!) [7.1 (3)]  
(Vergleiche auch die Diagramme in Folge 1 dieser Tech-News.)

### Gebrauchstauglichkeit

- keine Anforderungen, da nur Personenschutz als Ziel

Die neue Ausgabe der DIN 4149:2005-04 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“ enthält im Abschnitt 9 „**Besondere Regeln für Stahlbauten**“, die ausführlicher als in der alten Ausgabe der Norm auf diesen Werkstoff eingehen.

In Stahlkonstruktionen kann durch plastische Verformungen Energie vernichtet werden (→ **Dissipation**). Dies verringert die anzusetzende Erdbeben-Einwirkung. Hierzu muss sichergestellt werden, dass die gewünschten plastischen Verformungen möglich sind und dass sie auch in den geplanten Bereichen auftreten. Dies bedeutet, dass die Querschnitte ausreichend kompakt (→ Querschnittsklassen nach EC 3 bzw. grenz (b/t) nach DIN 18800) sein müssen, damit sie nicht vorzeitig durch lokales Beulen versagen. Außerdem müssen die Anschlüsse so bemessen werden, dass sie sich auch bei Überfestigkeiten des Stahls in benachbarten Bereichen nicht vor dem geplanten Fließgelenk plastisch verformen (→ Kapazitätsbemessung).

Wegen der Erschütterungen müssen alle **Schrauben** z. B. durch Vorspannen gegen Lösen gesichert werden.

Nach der erforderlichen hysteretischen Dissipationsfähigkeit (→ Energievernichtung durch plastische Verformungen) werden drei **Duktilitätsklassen** unterschieden:

	<b>Duktilitätsklasse 1</b>	<b>Duktilitätsklasse 2</b>	<b>Duktilitätsklasse 3</b>
Duktilitätsanforderungen zur Dissipation	natürliche Duktilität	konstruktive Maßnahmen zur Vergrößerung der Duktilität	weitergehende Maßnahmen für besondere Duktilität
Bemessung	meist Windlast für Bemessung maßgebend	plastisches Verformungsvermögen durch Kapazitätsbemessung	
Bauwerksverhalten	elastisch	elastisch-plastisch	plastisch
Verhaltensbeiwert	$q \leq 1,5$	$1,5 < q \leq 4$	$q > 4$
Mindestverformungsfähigkeit $\Delta$ bzgl. Bauwerkshöhe	----	$\Delta = 2,5 \%$	$\Delta = 3,5 \%$
zusätzliche Festlegungen in	DIN 4149, 9.2	DIN 4149, 9.3	

Nach Anlage 5.1/1 zur LTB dürfen die Duktilitätsklassen 2 und 3 nur dann zur Anwendung kommen, wenn der wirkliche Höchstwert der Streckgrenze und die geforderte Mindestkerbschlagarbeit durch einen bauaufsichtlichen Übereinstimmungsnachweis abgedeckt sind.

Viele Stahlbauten werden elastisch bemessen. Somit ist vorrangig die **Duktilitätsklasse 1** von Interesse. Der **Verhaltensbeiwert** ist dann wie folgt anzusetzen:

horizontale Erdbebeneinwirkungen  $q = 1,50$

vertikale Erdbebeneinwirkungen  $q = 1,00$

Bauteile, die aus Normalkraft oder Biegung Druckbeanspruchungen erhalten, müssen mindestens die Bedingungen der **Querschnittsklasse 3** nach DIN V ENV 1993-1-1 erfüllen, andernfalls ist  $q = 1,00$  zu setzen.

**K-Verbände** mit Anschluss der Diagonalen an Stützen sind zu vermeiden, außer es wird  $q = 1,00$  gesetzt.

#### Gründungen [12]

→ Nachweis nach DIN 1054 neu

→ Gründungsteile verbinden → Zerrbalken, Bodenplatte

→ oder Auflagerverschiebung in Tragwerk einrechnen  
maximal zu erwartende Eckverschiebung  
eines Rechtecks mit 100 m Kantenlänge [4.1 (4)]

$$d_g = 0,05 a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \text{ [5.4.4]}$$

#### Literatur

DIN 4149:2005-04 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“

Christian Petersen: Dynamik der Baukonstruktionen  
Vieweg 2000

Jan Akkermann, Dan Constantinescu:  
Erdbebenbemessung von Stahlbauten nach neuer DIN 4149-1  
Stahlbau, 75. Jahrgang, August 2006, S. 643 - 651